

## ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی با شرایط متفاوت اتصال مهاربندهای ضربداری

سامان باقری<sup>۱\*</sup> و وحیده بابازاده<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

<sup>۲</sup> دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

### چکیده

قاب‌های فولادی مهاربندی شده با مهاربندهای ضربداری عموماً به منظور تأمین سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌های با ارتفاع کم تا متوسط در برابر باد و زلزله استفاده می‌شوند. فرض رایج برای اتصال مهاربند به صورت مفصلی است. ولی در عمل با توجه به جزئیات اتصال ممکن است اندکی گیرداری حاصل شود. همچنین در مهاربندهای ضربداری معمولاً یک قطر به صورت پیوسته و قطر دیگر در وسط به صورت منقطع اجرا می‌شود، به طوری که اتصال میانی قطر منقطع می‌تواند شرایط اتصال متفاوتی داشته باشد؛ در حالی که در مدل‌سازی مهاربندهای ضربداری فرض می‌شود قطرها پیوسته هستند. از طرف دیگر بار کمانشی مهاربند متأثر از ضریب طول مؤثر کمانشی مهاربند می‌باشد که این ضریب نیز متأثر از شرایط انتهایی عضو است؛ از این‌رو تغییر شرایط اتصال مهاربند بر روی ظرفیت کمانشی آن تأثیر می‌گذارد. در این مقاله، قاب‌های فولادی ساده دو بعدی سه و پنج دهانه با تعداد طبقات سه، پنج و ده، با لحاظ کردن شرایط مختلف اتصال مهاربندهای ضربداری مورد مطالعه قرار گرفته‌اند تا حساسیت رفتار قاب‌های ساختمانی به شرایط اتصال مهاربندها ارزیابی شود. نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی نشان می‌دهند که تغییر ضریب طول مؤثر مهاربندها تأثیر بیشتری بر روی رفتار قاب‌ها دارد و صرفاً تغییر قیدهای اتصال چندان در رفتار قاب‌های مورد مطالعه مؤثر نیست.

**واژگان کلیدی:** قاب فولادی، مهاربند ضربداری، اتصال، تحلیل غیر خطی، تحلیل لرزه‌ای.

### ۱- مقدمه

می‌کند، منحنی هیستریزس جذب انرژی در سیستم ضربداری کاملاً تغییر می‌یابد. رفتار سیکنالی سیستم مهاربندی، علاوه بر این که به رفتار مهاربندهای انفرادی بستگی دارد، به طور جدی به اندرکنش میان دو عضو مهاربندی که به هم متصل‌اند، نیز وابسته است [۳، ۴]. تاکنون روابط مختلفی برای پیشگویی رفتار غیر ارتجاعی مهاربندها ارائه شده است [۵، ۶]. نوع و مقدار سختی که توسط اتصال وسط فراهم می‌شود، تأثیر مستقیم بر رفتار مهاربند می‌گذارد.

در حالت کلی، اتصالات مهاربند باید دارای سختی و مقاومت مناسب باشد تا ظرفیت مهاربند افزایش یابد. اما سختی و مقاومت زیاد اتصالات با متمرکز کردن تسلیم در وسط مهاربند بر روی ظرفیت تغییر شکل غیر الاستیک و شکل‌پذیری سیستم تأثیرگذار است [۷]. در بیشتر بررسی‌های صورت گرفته، تنها اثرات نیروهای محوری در شرایط تسلیم مهاربندها در نظر گرفته شده، ولی به خمش به وجود آمده و تشکیل مفصل پلاستیک ناشی از تغییر شکل غیر ارتجاعی توجه نشده است [۸]. با کمانش مهاربند، خمش در آن ایجاد می‌شود و در نهایت منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در محل لنگر حداکثر (در وسط عضو) می‌گردد. به وجود آمدن کمانش غیر ارتجاعی باعث می‌شود که مهاربند فشاری به منبع مهمی برای جذب انرژی

امروزه طرح لرزه‌ای اقتصادی ایجاب می‌کند که از رفتار جذب انرژی در محدوده تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی در مقابل زلزله‌های شدید استفاده شود [۱]. طراحی لرزه‌ای سازه‌ها معمولاً بر این اساس صورت می‌گیرد که اعضای در آن‌ها باشند که در زلزله‌های شدید، رفتار غیر ارتجاعی از خود نشان داده و انرژی لرزه‌ای را جذب نمایند [۲]. در سازه‌های فولادی، شکل‌پذیر بودن مصالح و قابلیت جذب انرژی مناسب آن‌ها باعث شده که عملکرد آن‌ها بهتر و اقتصادی‌تر شود.

هم اکنون به دلیل سختی و مقاومت زیاد، محبوبیت مهاربندهای ضربداری در کاربرد بیشتر شده است. ولی بیشتر تحقیقات و مطالعات، در بررسی رفتار و مدل‌سازی مهاربندهای تک قطری متمرکز می‌باشد [۳]. از این‌رو اطلاعات فنی و مهندسی موجود در آیین‌نامه‌ها و ادبیات فنی، رفتار لرزه‌ای و پارامترهای غیر ارتجاعی نظیر ضریب طول مؤثر کمانشی، ضریب رفتار و ضریب تغییر شکل پلاستیک مهاربندهای ضربداری را بر مبنای رفتار و عملکرد مهاربندی قطری در نظر می‌گیرد. در حالی که این رفتار و معیارها برای این دو نوع شکل مهاربندی متفاوت از هم بوده و بسته به مقدار سختی انتقالی و سختی خمشی که مهاربند مکمل (کششی) برای مهاربند فشاری تأمین

تبدیل شود [۶].

## ۲- مدل‌سازی و تحلیل‌های انجام یافته

### ۲-۱- تشریح مسأله

فرض رایج اتصال مهاربند، به صورت مفصلی است. اما می‌دانیم در عمل اتصال مفصلی کامل وجود ندارد و با توجه به جزئیات اتصال ممکن است اندکی گیرداری حاصل شود. از این‌رو در این تحقیق شرایط اتصال میانی و انتهایی مهاربند ضربدری، در دو حالت حدی مفصلی و صلب بررسی می‌شود. حالت واقعی اتصال به صورت نیمه صلب خواهد بود که بین دو حالت مفصلی و صلب کامل قرار می‌گیرد و اگر اختلاف نتایج حاصل از مدل کردن حالت صلب نسبت به حالت مفصلی به دست آید، می‌توان در مورد حالت واقعی نیز قضاوت نمود. همچنین با توجه به این که ضریب طول مؤثر کمانشی یک عضو به قیدهای اتصال وابسته است؛ از این‌رو برای مهاربندها ضرایب طول مؤثر متناسب با قیدهای اتصال آن‌ها در نظر گرفته می‌شود.

در مهاربندهای ضربدری علاوه بر اتصالات انتهایی، اتصال میانی دو قطر نیز در مدل‌سازی جای تأمل دارد. فرض رایج، عبور دو قطر بدون اتصال از روی هم می‌باشد، ولی در عمل برای این که هر دو قطر در یک صفحه باشند، بایستی یکی از قطر‌ها در میانه قطع شود و صفحه اتصال آن را به قطر پیوسته متصل نماید و به دلیل وجود صفحه اتصال میانی، ضرایب طول مؤثر کمانشی درون صفحه و برون صفحه آن‌ها کاهش می‌یابد. در این پژوهش برای این که مدل‌سازی اتصال میانی مهاربندهای ضربدری واقعی گردد، یکی از قطر‌ها در وسط طول آن منقطع در نظر گرفته شده است و اتصال میانی مهاربندها نیز در دو حالت حدی مفصلی و صلب با ضرایب طول مؤثر مربوطه بررسی می‌شود.

### ۲-۲- جزئیات مدل‌سازی مهاربندها

باتوجه به شرایط اتصال مهاربندها که شامل قیدهای اتصال و ضرایب طول مؤثر آن‌هاست، شش حالت مختلف برای مدل‌سازی مهاربندها در نظر گرفته شده است که با نمادهای (a)، (b)، (c1)، (c2)، (d1) و (d2) نام‌گذاری شده است (شکل (۱)).

(a): حالت رایج مدل‌سازی مهاربندهای ضربدری است که فرض می‌شود دو قطر با اتصال مفصلی به قاب و بدون اتصال به هم از روی هم عبور می‌کنند. ولی برای در نظر گرفتن اثر اتصال میانی در عمل، ضریب طول مؤثر کمانشی درون و برون صفحه آن‌ها به ترتیب  $0/5$  و  $0/7$  است. سایر مدل‌ها در تحلیل‌ها با این مدل مرجع مقایسه خواهند شد.

هدف آیین‌نامه‌های لرزه‌ای پیشرفته کنونی برای طراحی قاب مهاربندی شده با مهاربند ضربدری این است که روند طراحی طوری صورت پذیرد که رفتار شکل‌پذیر و مستهلک‌کننده انرژی از طریق تسلیم مهاربندها قبل از سایر آسیب‌های سازه‌ای صورت پذیرد. این هدف معمولاً با محدود کردن لاغری مهاربندها و ایجاد اضافه مقاومت صورت می‌گیرد که منجر به استفاده از مقاطع بزرگ‌تر می‌گردد. اخیراً پیشنهاداتی برای اصلاح ضوابط موجود به طوری که وزن مصالح سازه‌ای برای تأمین هدف بالا در قاب مهاربندی شده با مهاربند ضربدری بیش از اندازه افزوده نشود، شده است [۹]. همچنین به عنوان یک گزینه جدید می‌توان از طراحی بر اساس تغییر مکان (DDBD) در مقابل شیوه مرسوم طراحی بر اساس نیرو (FBD) استفاده نمود. اخیراً مقایسه‌ای برای طراحی قاب‌های فولادی با مهاربند ضربدری در دو حالت بالا در مرجع [۱۰] انجام شده است. نتیجه مقایسه فوق این است که تقاضای برش پایه لرزه‌ای ناشی از روش FBD بزرگ‌تر از روش DDBD است و در نتیجه روش مرسوم FBD منجر به مقاطع سازه‌ای بزرگ‌تر می‌شود.

اتصالات مهاربندهای ضربدری شامل اتصال انتهایی و اتصال میانی می‌باشد و اتصال میانی می‌تواند شرایط مفصلی، صلب یا نیمه صلب را در کمانش مهاربند فشاری تأمین نماید. با طراحی مناسب اتصال میانی می‌توان ظرفیت باربری سیستم‌های با مهاربند ضربدری را افزایش داد. مثلاً در حالتی که از مقاطع دوپل برای مهاربند استفاده می‌شود، می‌توان در هر قطر فقط یک مقطع را قطع کرد و سختی چرخشی خارج از صفحه عضو را افزایش داد [۱۱، ۱۲].

بسته به نوع اتصال، انتخاب ضریب طول مؤثر کمانشی نیز از اهمیت خاصی برخوردار است. مطالعات نظری و آزمایشگاهی توسط Metelli [۱۳] در مورد رفتار سیکلی قاب‌های فولادی با مهاربند ضربدری نشان می‌دهد که استفاده از مقادیر ضرایب طول مؤثر تئوریک عناصر قطری مهاربند ضربدری، منجر به رفتار هیسترتیک مناسب به همراه ظرفیت جابجایی غیر الاستیک زیاد سیستم می‌شود.

هدف از این تحقیق بررسی رفتار قاب‌های فولادی با قیدهای مختلف اتصال میانی و انتهایی مهاربندهای ضربدری و ضریب طول مؤثر کمانشی مختلف متناسب با قید اتصال است تا با مقایسه مدل‌های مختلف، حساسیت رفتار قاب‌های ساختمانی فولادی به شرایط مختلف اتصال مهاربندها ارزیابی شود.

(d2): تفاوت این مدل با حالت (d1) فقط در ضریب طول مؤثر مهاربندها است. مقدار این ضریب در هر دو صفحه کمانش برابر ۱ فرض شده است. نوع اتصال انتهایی، میانی و ضرایب طول مؤثر درون و برون صفحه مهاربندها در جدول (۱) خلاصه شده است.

جدول ۱- نوع اتصالات و ضرایب طول مؤثر مهاربندها

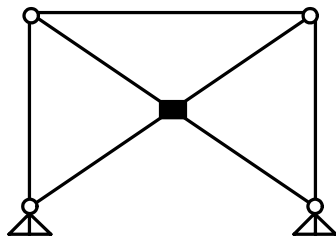
مدل	اتصال انتهایی	اتصال میانی	K درون صفحه	K برون صفحه
a	مفصلی	بدون اتصال	۰/۵	۰/۷
b	مفصلی	مفصلی	۱	۱
c1	مفصلی	صلب	۰/۸	۰/۸
c2	مفصلی	صلب	۱	۱
d1	صلب	صلب	۰/۶۵	۰/۶۵
d2	صلب	صلب	۱	۱

(b): در عمل برای این که هر دو قطر مهاربند ضربدری در یک صفحه باشند، باید یکی از قطرها در وسط قطع شده و صفحه اتصال آن را به قطر پیوسته متصل کند. برای مدل‌سازی این حالت یکی از قطرها در وسط قطع شده و ضریب طول مؤثر هر دو صفحه قطر پیوسته و دو نیم قطر برابر ۱ فرض شده است. اتصال مهاربندها به قاب و اتصال دو نیم قطر در وسط به قطر پیوسته مفصلی در نظر گرفته شده است.

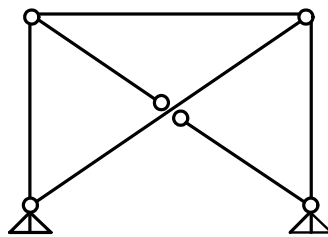
(c1): با توجه به این که بررسی دو حالت حدی مفصلی و صلب برای اتصال مد نظر است، در این مدل اتصال میانی مهاربندهای ضربدری صلب فرض شده است و ضریب طول مؤثر کمانشی در هر دو صفحه مهاربندها با توجه به یک سر مفصلی و یک سر صلب بودن آنها، برابر ۰/۸ فرض شده است. اتصال مهاربندها به قاب مفصلی است.

(c2): تفاوت این مدل با حالت (c1) فقط در ضریب طول مؤثر مهاربندهاست. مقدار این ضریب در هر دو صفحه کمانش برابر ۱ فرض شده است.

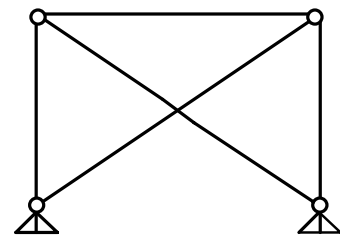
(d1): در این مدل علاوه بر اتصال میانی، اتصال انتهایی مهاربندها نیز صلب فرض شده و با توجه به دو سر صلب بودن آنها، ضرایب طول مؤثر کمانشی مهاربندها در هر دو صفحه کمانش برابر ۰/۶۵ در نظر گرفته شده است.



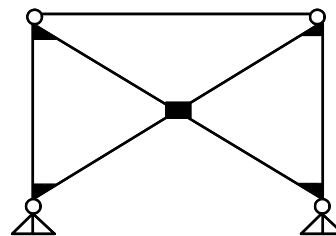
(a) ضریب طول مؤثر در دو صفحه: ۰/۷ و ۰/۵



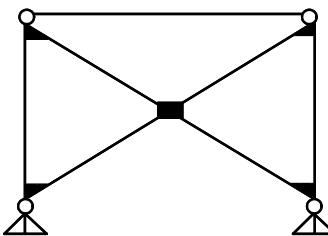
(b) ضریب طول مؤثر هر دو صفحه: ۱



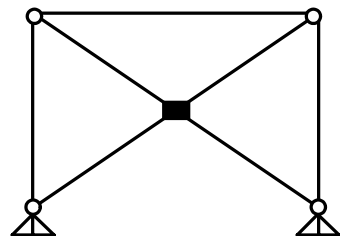
(c1) ضریب طول مؤثر هر دو صفحه: ۰/۸



(c2) ضریب طول مؤثر هر دو صفحه: ۱



(d1) ضریب طول مؤثر هر دو صفحه: ۰/۶۵



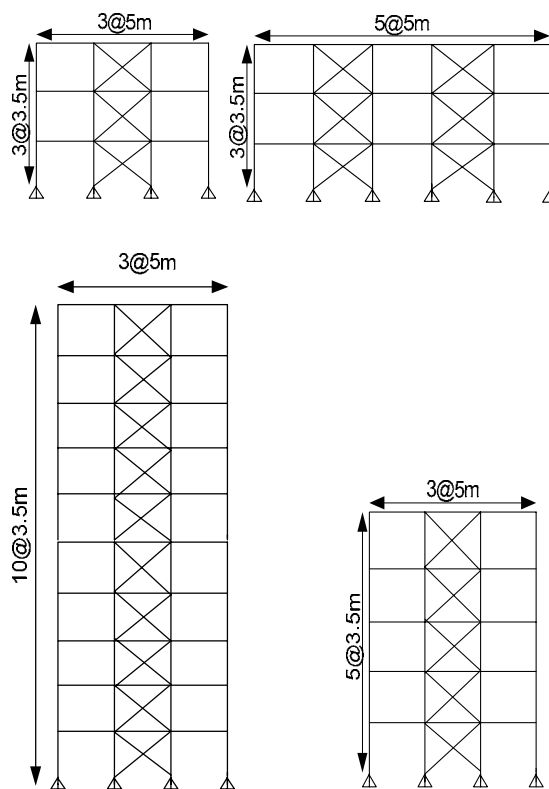
(d2) ضریب طول مؤثر هر دو صفحه: ۱

شکل ۱- اتصالات انتهایی و میانی مهاربندهای ضربدری و ضرایب طول مؤثر کمانشی آنها

### ۳-۲- بارگذاری و طراحی اعضای قاب

برای انجام تحلیل‌ها، قاب‌های دو بعدی سه دهانه با تعداد طبقات سه، پنج و ده و همچنین قاب‌های دو بعدی پنج دهانه سه طبقه با مهاربندهای ضربدری در نظر گرفته شده است. ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر و طول هر دهانه ۵ متر است. تکیه‌گاه‌ها به صورت ساده و اتصالات تیر به ستون مفصلی است. فولاد مصرفی از نوع ST37 است. بار مرده و زنده طبقات به ترتیب برابر  $700 \text{ kgf/m}^2$  و  $200 \text{ kgf/m}^2$  فرض می‌شود. خطر نسبی لرزه‌خیزی منطقه، بسیار زیاد و ضریب اهمیت، برابر ۱ فرض می‌شود.

بعد از تحلیل استاتیکی خطی، اعضای قاب‌ها در نرم‌افزار SAP2000 [۱۴] طراحی شدند. برای تیرها، ستون‌ها و مهاربندها به ترتیب از مقاطع IPE، HEB و Box استفاده شده است. برای طراحی اعضا آیین‌نامه AISC-ASD [۱۵] مورد استفاده قرار گرفته است. سعی شده است که اعضا به صورت بهینه طراحی شده، اضافه مقاومت در طراحی اعضا چشمگیر نباشد تا مقایسه مدل‌های مختلف منطقی باشد. قاب‌های مورد بررسی در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.



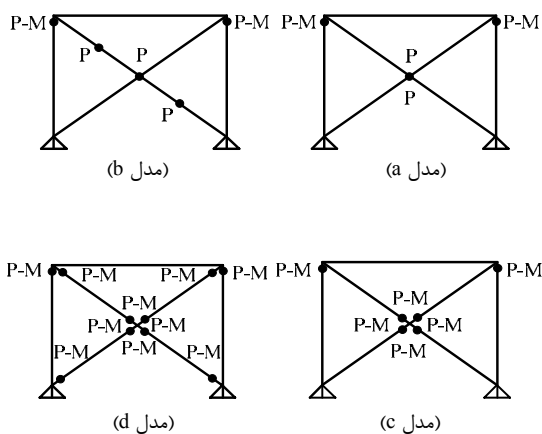
شکل ۲- قاب‌های مورد استفاده

### ۴-۲- فرضیات انجام تحلیل

در این مقاله، اثرات غیر خطی مربوط به پدیده P-Delta در نظر گرفته شده و به منظور امکان به روز رفتار غیر خطی در اعضا، از اختصاص مفاصل پلاستیک موجود در نرم‌افزار SAP2000 به صورت منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مطابق با ضوابط FEMA273 [۱۶] استفاده شده است. مفصل‌های غیر خطی اختصاص داده شده به اعضای قاب‌ها در شکل (۳) نشان داده شده‌اند. P معرف مفصل محوری و P-M معرف مفصل محوری-خمشی است.

در تحلیل استاتیکی غیر خطی، توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی، به عنوان الگوی بارگذاری جانبی به قاب‌ها اعمال شده است. در این تحلیل نقطه کنترل تغییر مکان، طبقه آخر هر قاب می‌باشد.

در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب‌ها از سه زلزله که مشخصات آن‌ها در جدول (۲) آمده، استفاده شده است. با توجه به این که ساختگاه قاب‌ها زمین نوع II فرض شده، زلزله‌هایی انتخاب شده که در زمین نوع II ثبت شده‌اند. طیف زلزله‌های انتخابی در شکل (۴) رسم شده است.



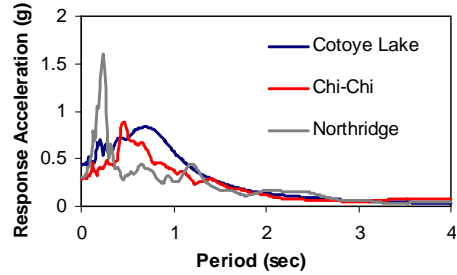
شکل ۳- مفاصل غیر خطی اختصاص داده شده به اعضای قاب‌ها

جدول ۲- مشخصات زلزله‌های انتخابی

نام زلزله	تاریخ	بزرگی زلزله	حداکثر شتاب (g)
Coyote Lake	۷۹/۸/۶	۵/۷	۰/۴۳۴
Chi-Chi	۹۹/۹/۲۰	۷/۶	۰/۲۷۷
Northridge	۹۴/۱/۱۷	۶/۷	۰/۲۹۸

جدول ۶- زمان تناوب قاب‌های سه طبقه پنج دهانه

نام مدل	دوره تناوب اصلی (s)
a	۰/۳۸۱۹۰
b	۰/۳۸۱۹۰
c2 و c1	۰/۳۸۱۹۰
d2 و d1	۰/۳۸۱۸۰

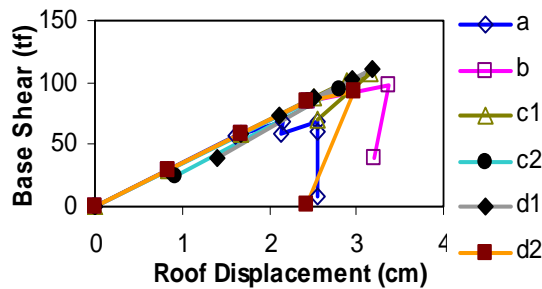


شکل ۴- طیف پاسخ زلزله‌های انتخابی

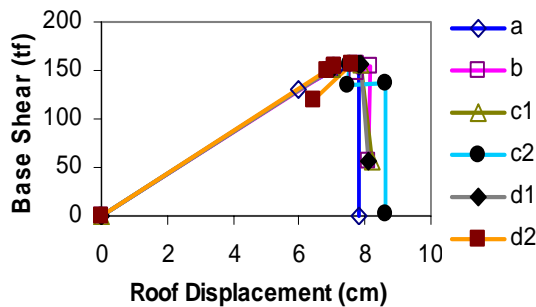
### ۳-۲- نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی

#### ۳-۲-۱- مقایسه نمودارهای نیرو-جابجایی

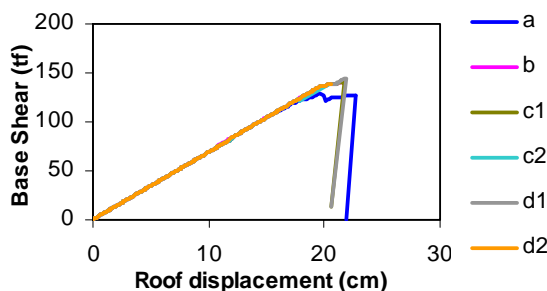
نمودارهای برش‌پایه-جابجایی بام قاب‌های سه دهانه سه، پنج و ده طبقه به ترتیب در شکل‌های (۵) تا (۷) نشان داده شده‌اند. مقادیر مطلق و نسبی برش پایه هنگام تشکیل اولین مفصل و حداکثر آن در مدل‌ها در جداول (۷) تا (۹) ارائه شده است.



شکل ۵- نمودارهای نیرو-جابجایی قاب‌های سه طبقه سه دهانه



شکل ۶- نمودارهای نیرو-جابجایی قاب‌های پنج طبقه سه دهانه



شکل ۷- نمودارهای نیرو-جابجایی قاب‌های ده طبقه سه دهانه

### ۳- نتایج تحلیل‌ها

#### ۳-۱- نتایج تحلیل‌های استاتیکی خطی

زمان تناوب اصلی مدل‌های مختلف قاب‌های سه دهانه سه، پنج و ده طبقه و قاب سه طبقه پنج دهانه به ترتیب در جداول (۳) تا (۶) ارائه شده است. با انجام تحلیل استاتیکی خطی معادل مشخص شد که تحت ترکیبات مختلف بارگذاری، شرایط مختلف اتصال انتهایی و میانی مهاربند ضربدری، تأثیری در زمان تناوب اصلی، نیروهای داخلی و همچنین جابجایی قاب‌ها ندارد؛ بنابر این بایستی تأثیر تفاوت شرایط اتصال مهاربندهای قاب‌های مورد نظر در حوزه رفتار غیر خطی بررسی شود.

جدول ۳- زمان تناوب قاب‌های سه طبقه سه دهانه

نام مدل	دوره تناوب اصلی (s)
a	۰/۳۵۳۳۶
b	۰/۳۵۳۳۶
c2 و c1	۰/۳۵۳۳۶
d2 و d1	۰/۳۵۳۲۸

جدول ۴- زمان تناوب قاب‌های پنج طبقه سه دهانه

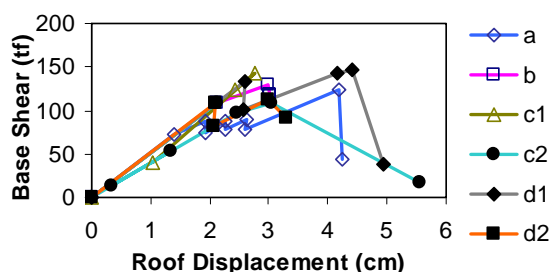
نام مدل	دوره تناوب اصلی (s)
a	۰/۵۴۵۵۷
b	۰/۵۴۵۵۵
c2 و c1	۰/۵۴۵۵۳
d2 و d1	۰/۵۴۵۳۲

جدول ۵- زمان تناوب قاب‌های ده طبقه سه دهانه

نام مدل	دوره تناوب اصلی (s)
a	۱/۲۵۹۵۰
b	۱/۲۵۸۴۰
c2 و c1	۱/۲۵۹۴۰
d2 و d1	۱/۲۵۹۱۰

میانی مهاربندها باهم فرق دارند و ضریب طول مؤثر کماتشی مهاربندهای آن‌ها با هم برابر است. همچنین ملاحظه می‌شود، مدل (d1) با کمترین ضریب طول مؤثر (۰/۶۵) و سپس مدل (c1) با ضریب طول مؤثر ۰/۸، بالاترین نقطه تسلیم را نسبت به سایر مدل‌ها دارا است. دو مدل (c1) و (d1) هم در قیدهای اتصال انتهایی تفاوت دارند و هم ضریب طول مؤثر آن‌ها با هم متفاوت است.

در حالت کلی ملاحظه می‌شود که بین مدل‌های (b) تا (d2)، تغییر قیدهای اتصال انتهایی و میانی مهاربندهای ضربردی بر نقطه تسلیم قاب‌ها تقریباً بی‌تأثیر است و این تغییر ضریب طول مؤثر کماتشی مهاربندهاست که باعث تغییر نقطه تسلیم قاب‌ها می‌شود. حالت متداول مدل‌سازی مهاربند ضربردی (مدل a) کمترین نقطه تسلیم را دارد و حداکثر تفاوت بین مدل‌های سه طبقه (a) و (d1) است که ۱۱۶ درصد می‌باشد. تفاوت نتایج در قاب‌های با تعداد طبقات بیشتر، کمتر از این مقادیر است. همچنین تفاوت در ظرفیت برشی مدل‌ها، کمتر از تفاوت آن‌ها در نقطه تسلیم است. در مورد حداکثر برش پایه نیز مانند قبل، بیشترین مقادیر مربوط به مدل‌های (d1) و سپس (c1) می‌باشد. برای بررسی تأثیر تعداد دهانه‌ها در حساسیت رفتار قاب‌ها به تغییر شرایط اتصال، مدل‌های قاب سه طبقه، یک بار نیز در حالت پنج دهانه مدل‌سازی و طراحی گردیده است. نمودار نیرو-جابجایی قاب‌های سه طبقه پنج دهانه در شکل (۸) نشان داده شده است. همچنین مقدار مطلق و تغییر نسبی برش پایه در لحظه تشکیل اولین مفصل و در لحظه‌ای که حداکثر برش پایه اتفاق می‌افتد، نسبت به مدل مرجع (a) در جدول (۱۰) ارائه شده است.



شکل ۸- نمودارهای نیرو-جابجایی قاب‌های سه طبقه پنج دهانه

در قاب‌های پنج دهانه، نتایج کم و بیش مشابه قاب‌های سه دهانه می‌باشد. به این ترتیب که در این‌جا نیز حداکثر نتایج حاصل برای لحظه تشکیل اولین مفصل پلاستیک و نقطه متناظر

جدول ۷- مقادیر برش پایه در قاب‌های سه طبقه سه دهانه

نام مدل	برش پایه در لحظه تشکیل اولین مفصل		برش پایه حداکثر	
	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)
a	۵۰/۹	-	۶۴/۲	-
b	۸۴/۲	۶۵/۴٪	۹۷/۵	۵۱/۹٪
c1	۱۰۰/۶	۹۷/۶٪	۱۰۸/۲	۶۸/۵٪
c2	۸۴/۸	۶۶/۶٪	۹۴/۰	۴۶/۴٪
d1	۱۱۰/۳	۱۱۶/۲٪	۱۱۰/۳	۷۱/۸٪
d2	۸۴/۵	۶۶/۰٪	۹۲/۱	۴۲/۵٪

جدول ۸- مقادیر برش پایه در قاب‌های پنج طبقه سه دهانه

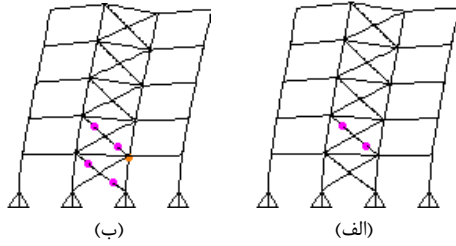
نام مدل	برش پایه در لحظه تشکیل اولین مفصل		برش پایه حداکثر	
	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)
a	۱۲۵/۶	-	۱۵۱/۴	-
b	۱۵۰/۱	۱۹/۵٪	۱۵۶/۹	۳/۶٪
c1	۱۵۷/۳	۲۵/۲٪	۱۵۷/۹	۴/۳٪
c2	۱۵۰/۳	۱۹/۷٪	۱۵۵/۸	۲/۹٪
d1	۱۶۱/۴	۲۸/۵٪	۱۶۲/۸	۷/۵٪
d2	۱۴۹/۳	۱۸/۹٪	۱۵۶/۳	۳/۲٪

جدول ۹- مقادیر برش پایه در قاب‌های ده طبقه سه دهانه

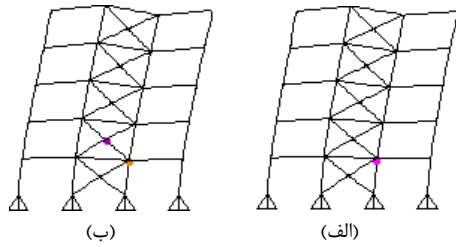
نام مدل	برش پایه در لحظه تشکیل اولین مفصل		برش پایه حداکثر	
	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)
a	۱۰۳/۱	-	۱۲۹/۷	-
b	۱۳۶/۳	۳۲/۲٪	۱۴۰/۱	۸/۰٪
c1	۱۴۰/۱۰	۳۵/۸٪	۱۴۰/۶	۸/۴٪
c2	۱۳۶/۲	۳۲/۱٪	۱۳۷/۹	۶/۳٪
d1	۱۴۴/۳	۴۰/۰٪	۱۴۷/۲	۱۳/۵٪
d2	۱۳۵/۳	۳۱/۲٪	۱۳۸/۱	۶/۵٪

در این‌جا نیز از روی نمودارها مشخص می‌شود که سختی اولیه جانبی مدل‌های مختلف قاب‌ها با هم برابر است و نمودارهای نیرو-جابجایی در قسمت خطی بر هم منطبق هستند. یعنی شرایط مختلف اتصال میانی و انتهایی مهاربندهای ضربردی تأثیری بر رفتار قاب‌ها در حوزه الاستیک ندارد. ولی نقطه تسلیم و ظرفیت برشی مدل‌های مختلف با هم متفاوت است.

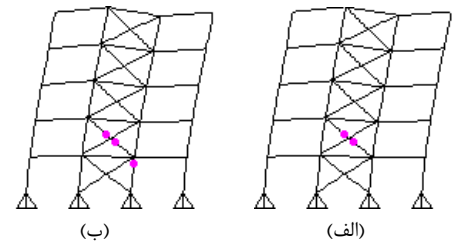
در جداول مشاهده می‌شود که تفاوت برش پایه در لحظه تشکیل اولین مفصل در سه مدل (b)، (c2) و (d2) ناچیز و کمتر از ۲٪ است. این سه حالت فقط در قیدهای اتصال انتهایی و



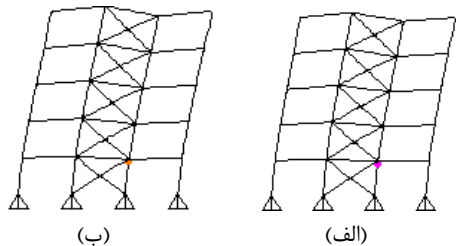
شکل ۱۰- روند تشکیل مفاصل در مدل (b) قاب پنج طبقه



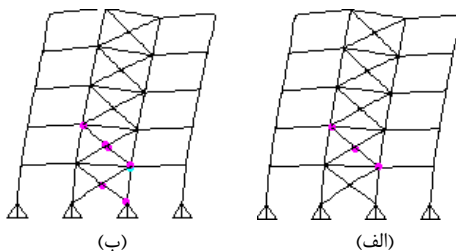
شکل ۱۱- روند تشکیل مفاصل در مدل (c1) قاب پنج طبقه



شکل ۱۲- روند تشکیل مفاصل در مدل (c2) قاب پنج طبقه



شکل ۱۳- روند تشکیل مفاصل در مدل (d1) قاب پنج طبقه



شکل ۱۴- روند تشکیل مفاصل در مدل (d2) قاب پنج طبقه

با ظرفیت نهایی، مربوط به مدل (d1) و سپس (c1) است و تأثیر تغییر ضریب طول مؤثر کمانش مهاربندها در نتایج حاصله چشمگیر بوده و تنها تغییر قیدهای اتصال، بدون تغییر ضرایب طول مؤثر کمانشی بر نتایج حاصله تأثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد. لذا تغییر تعداد دهانه‌ها در روند کلی نتایج حاصل بی‌تأثیر است.

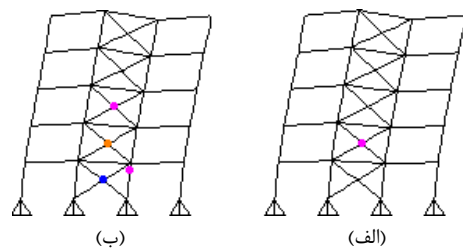
جدول ۱۰- مقادیر برش پایه در قاب‌های سه طبقه پنج دهانه

نام مدل	برش پایه در لحظه تشکیل اولین مفصل		برش پایه حداکثر	
	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)	مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) (%)
a	۷۱/۹	-	۱۲۴/۶	-
b	۱۰۸/۷	۵۱/۲٪	۱۲۹/۹	۴/۲٪
c1	۱۲۴/۴	۷۳/۰٪	۱۴۲/۲	۱۴/۱٪
c2	۱۰۸/۴	۵۰/۸٪	۱۱۲/۱	-۹/۹٪
d1	۱۳۲/۱	۸۳/۷٪	۱۴۶/۲	۱۷/۳٪
d2	۱۰۷/۶	۴۹/۶٪	۱۱۲/۵	-۹/۷٪

### ۳-۲-۲- روند تشکیل مفاصل پلاستیک

روند تشکیل مفاصل در تحلیل استاتیکی غیر خطی به عنوان نمونه برای مدل‌های قاب پنج طبقه در شکل‌های (۹) تا (۱۴) نشان داده شده است. با توجه به کم بودن ظرفیت فشاری اعضا، تشکیل و رشد مفاصل از مهاربندها و ستون‌های فشاری آغاز شده است. در مدل‌هایی که اتصال مهاربندها صلب است، وجود لنگر، هر چند اندک، باعث ایجاد مفاصل ناشی از اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی شده است.

نکته قابل توجه در روند تشکیل مفاصل در این قاب‌ها این است که در مدل‌های (c1) و (d1) که مهاربندهای آن‌ها به دلیل ضریب طول مؤثر کمانشی کمتر، دارای ظرفیت فشاری بیشتری نسبت به سایر مدل‌هاست، اولین مفصل در ستون تشکیل شده است. روند مشابهی در قاب‌های سه و ده طبقه ملاحظه شد.



شکل ۹- روند تشکیل مفاصل در مدل (a) قاب پنج طبقه

### ۳-۳-۳ نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی

#### ۳-۳-۳-۱- مقایسه حداکثر برش پایه و جابجایی

با اعمال شتاب نگاشت سه زلزله انتخابی، تاریخچه زمانی برش پایه و جابجایی افقی بام قاب‌ها به دست آمد. در جداول (۱۱) تا (۱۳)، مقدار مطلق عددی حداکثر برش پایه و حداکثر جابجایی افقی بام به ترتیب برای قاب‌های سه دهانه سه، پنج و ده طبقه ارائه شده است. این اعداد با مقادیر متناظر مدل مرجع (a) مقایسه شده و تغییر نسبی آن‌ها در ستون مربوطه نوشته شده است. برخی قاب‌ها تحت بعضی از زلزله‌ها دچار خرابی کلی شده‌اند که در جداول با عنوان «خرابی» در ستون «وضعیت» معلوم شده است.

هر شش مدل فقط در قیدهای اتصال انتهایی، میانی و ضریب طول مؤثر کمانشی مهاربندها متفاوت هستند و بقیه شرایط از جمله نوع مصالح و نوع مقاطع تیرها و ستون و اتصالات آن‌ها و حتی نوع مقاطع مهاربندها در همه مدل‌ها در طبقات نظیر مشابه است. از آنجایی که نیروی تسلیم کششی مهاربندها فقط به جنس مصالح و سطح مقطع آن وابسته است، بنابر این همه مهاربندهای یک طبقه در یک مدل دارای نیروی تسلیم کششی مشابه با مهاربندهای نظیر در سایر مدل‌ها هستند.

نیروی کمانش فشاری مهاربند علاوه بر جنس مصالح و سطح مقطع به طول، قیدهای اتصال انتهایی، اتصال میانی و به دنبال آن ضریب طول مؤثر کمانشی وابسته است. بنابر این نیروی کمانش فشاری مهاربندهای یک مدل با نیروی کمانش فشاری مهاربندهای نظیر در سایر مدل‌ها متفاوت است.

با ملاحظه جداول نتیجه می‌شود حداکثر برش پایه و جابجایی افقی بام تحت زلزله‌هایی که در آن‌ها قاب‌ها رفتار خطی دارند، با هم برابر است. این موضوع از تحلیل‌های استاتیکی خطی و غیر خطی نیز به دست آمده بود.

در کلیه قاب‌ها و تحت همه زلزله‌های اعمال شده، تفاوت در قیدهای اتصال انتهایی و میانی باعث تغییر قابل ملاحظه در رفتار قاب‌ها نشده است. با توجه به این که از بین شش مدل موجود، مهاربندهای مدل رایج (مدل a) کمترین ظرفیت فشاری را دارد، از این رو بیشتر از بقیه وارد حوزه غیر خطی شده است؛ بنابر این ملاحظه می‌شود که تفاوت این مدل، هم در برش پایه حداکثر و هم در جابجایی حداکثر بام با بقیه مدل‌ها بیشتر است. تحت برخی زلزله‌ها هم، فقط مدل (a) دچار خرابی شده است و بقیه مدل‌ها بدون خرابی قادر به تحمل زلزله وارده بوده‌اند.

جدول ۱۱- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب‌های سه طبقه سه دهانه تحت زلزله‌های انتخابی

نام زلزله	نام مدل	وضعیت	حداکثر برش پایه		حداکثر جابجایی بام	
			مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) %	مقدار (cm)	تفاوت نسبی با مدل (a) %
Coyote Lake	a	خرابی	-	-	-	-
	b	غیر خطی	۹۲/۲	-	۲/۴	-
	c1	خطی	۹۳/۶	-	۲/۴	-
	c2	غیر خطی	۹۲/۵	-	۲/۴	-
	d1	خطی	۹۳/۶	-	۲/۴	-
	d2	غیر خطی	۹۲/۵	-	۲/۴	-
Chi-Chi	a	غیر خطی	۶۱/۵	-	۱/۶	-
	b	خطی	۶۲/۳	۱/۳%	۱/۷۱	۶/۸%
	c1	خطی	۶۲/۳	۱/۳%	۱/۷۱	۶/۸%
	c2	خطی	۶۲/۳	۱/۳%	۱/۷۱	۶/۸%
	d1	خطی	۶۲/۳	۱/۳%	۱/۷۱	۶/۸%
	d2	خطی	۶۲/۳	۱/۳%	۱/۷۱	۶/۸%
Northridge	a	غیر خطی	۴۲/۲	-	۶/۰	-
	b	خطی	۵۸/۸	۳۹/۳%	۱/۸	-۷۰/۰%
	c1	خطی	۵۸/۸	۳۹/۳%	۱/۸	-۷۰/۰%
	c2	خطی	۵۸/۸	۳۹/۳%	۱/۸	-۷۰/۰%
	d1	خطی	۵۸/۸	۳۹/۳%	۱/۸	-۷۰/۰%
	d2	خطی	۵۸/۸	۳۹/۳%	۱/۸	-۷۰/۰%



جدول ۱۲- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب‌های پنج طبقه سه دهانه تحت زلزله‌های انتخابی

نام زلزله	نام مدل	وضعیت	حداکثر برش پایه		حداکثر جابجایی بام	
			مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) %	مقدار (cm)	تفاوت نسبی با مدل (a) %
Coyote Lake	a	غیر خطی	۱۶۵/۸	-	۷/۶	-
	b	غیر خطی	۱۷۳/۳	۴/۲%	۷/۶	۰/۱%
	c1	غیر خطی	۱۷۷/۸	۶/۸%	۷/۶	۰/۱%
	c2	غیر خطی	۱۷۲/۳	۳/۷%	۷/۵	-۱/۳%
	d1	غیر خطی	۱۷۸/۱	۷/۳%	۷/۵	-۱/۳%
	d2	غیر خطی	۱۷۲/۵	۳/۷%	۷/۵	-۱/۳%
Chi-Chi	a	غیر خطی	۱۳۸/۴	-	۶/۹	-
	b	خطی	۱۴۲/۰	۲/۴%	۶/۹	۰/۱%
	c1	خطی	۱۴۲/۰	۲/۴%	۶/۹	۰/۱%
	c2	خطی	۱۴۲/۰	۲/۴%	۶/۹	۰/۱%
	d1	خطی	۱۴۱/۹	۲/۴%	۶/۹	۰/۱%
	d2	خطی	۱۴۱/۹	۲/۴%	۶/۹	۰/۱%
Northridge	a	خطی	۷۸/۳	-	۳/۶	-
	b	خطی	۷۸/۳	۰/۱%	۳/۶	۰/۱%
	c1	خطی	۷۸/۳	۰/۱%	۳/۶	۰/۱%
	c2	خطی	۷۸/۳	۰/۱%	۳/۶	۰/۱%
	d1	خطی	۷۸/۳	۰/۱%	۳/۶	۰/۱%
	d2	خطی	۷۸/۳	۰/۱%	۳/۶	۰/۱%

جدول ۱۳- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب‌های ده طبقه سه دهانه تحت زلزله‌های انتخابی

نام زلزله	نام مدل	وضعیت	حداکثر برش پایه		حداکثر جابجایی بام	
			مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) %	مقدار (cm)	تفاوت نسبی با مدل (a) %
Coyote Lake	a	خرابی	-	-	-	-
	b	خرابی	-	-	-	-
	c1	خرابی	-	-	-	-
	c2	خرابی	-	-	-	-
	d1	خرابی	-	-	-	-
	d2	خرابی	-	-	-	-
Chi-Chi	a	خرابی	-	-	-	-
	b	غیر خطی	۱۱۶/۶	-	۱۶/۲	-
	c1	خطی	۱۱۷/۰	-	۱۶/۲	-
	c2	غیر خطی	۱۱۷/۰	-	۱۶/۲	-
	d1	خطی	۱۱۶/۷	-	۱۶/۲	-
	d2	غیر خطی	۱۱۶/۷	-	۱۶/۲	-
Northridge	a	غیر خطی	۱۱۵/۹	-	۲۶/۹	-
	b	غیر خطی	۱۳۲/۴	۱۳/۹%	۲۱/۳	-۲۰/۸%
	c1	غیر خطی	۱۳۱/۶	۱۳/۲%	۲۱/۴	-۲۰/۴%
	c2	غیر خطی	۱۳۱/۶	۱۳/۲%	۲۱/۴	-۲۰/۴%
	d1	غیر خطی	۱۳۱/۷	۱۳/۳%	۲۱/۴	-۲۰/۴%
	d2	غیر خطی	۱۳۱/۷	۱۳/۳%	۲۱/۴	-۲۰/۴%

جدول ۱۴- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب‌های سه طبقه پنج دهانه تحت زلزله‌های انتخابی

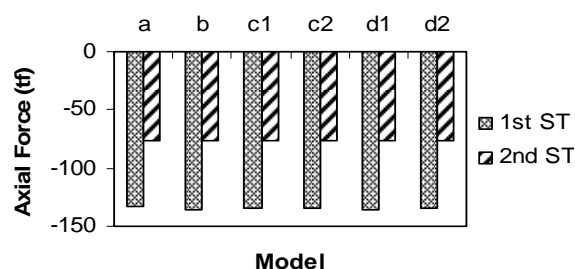
نام زلزله	نام مدل	وضعیت	حداکثر برش پایه		حداکثر جابجایی بام	
			مقدار (tonf)	تفاوت نسبی با مدل (a) %	مقدار (cm)	تفاوت نسبی با مدل (a) %
Chi-Chi	a	غیر خطی	۱۰۸	-	۹/۹۱	-
	b	غیر خطی	۱۱۵/۸	۷/۲%	۲/۱۲	-۷۸/۶%
	c1	خطی	۱۱۸/۵	۹/۷%	۲/۱۴	-۷۸/۵%
	c2	غیر خطی	۱۱۶/۱	۷/۵%	۲/۱۲	-۷۸/۶%
	d1	خطی	۱۱۸/۷	۹/۹%	۲/۱۷	-۷۶/۲%
	d2	غیر خطی	۱۱۶/۲	۷/۵%	۲/۱۲	-۷۸/۶%

جانبی حداکثر بام قابل ملاحظه نیست و در قاب‌های پنج دهانه نیز مشابه سه دهانه، ضریب طول مؤثر، عامل تأثیرگذار است.

### ۳-۲- مقایسه نیروهای داخلی اعضای قاب‌ها

در این‌جا به مقایسه نیروهای داخلی اعضای قاب از جمله حداکثر نیروی محوری ستون، نیروی محوری مهاربند و لنگر مهاربند دهانه میانی طبقه اول و طبقه میانی، همچنین عکس‌العمل افقی و عمودی یک تکیه‌گاه در دهانه میانی می‌پردازیم. به عنوان نمونه، نتایج فوق برای قاب سه طبقه پنج دهانه تحت زلزله Chi-Chi در نمودارهای شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) ارائه شده‌اند.

در بخش‌های قبل معلوم شد که تأثیر قیدهای اتصال مهاربند بر رفتار قاب قابل ملاحظه نیست و مدل‌های (b)، (c2) و (d2) دارای نتایج تقریباً مساوی بودند. مدل (a) کمترین و مدل‌های (c1) و (d1) بیشترین نیروها را داشتند. در این‌جا با توجه به این که فقط مدل (a) وارد حوزه غیر خطی شده است، تفاوت اندکی بین نتایج آن با سایر مدل‌ها وجود دارد و سایر مدل‌ها با توجه به این که تحت زلزله مورد نظر در حوزه خطی می‌باشند، نتایج مشابهی دارند. البته در مورد لنگر خمشی ایجاد شده در مهاربندها باید گفت که در مدل‌های با اتصال صلب، مقدار اندکی لنگر ایجاد می‌شود که در مدل‌های (d) با توجه به دو سر صلب بودن از مدل‌های (c) بیشتر است.



شکل ۱۵- نیروی محوری ستون‌های قاب سه طبقه

همچنین از بین مدل‌ها، مهاربند‌های مدل‌های (c1) و (d1) دارای بیشترین ظرفیت فشاری هستند. از این‌رو مشاهده می‌شود که تحت بعضی زلزله‌ها این مدل‌ها رفتار خطی دارند و بقیه مدل‌ها وارد حوزه غیر خطی شده‌اند. بنابر این می‌بینیم به دلیل این که ظرفیت مدل‌های مختلف متفاوت است، همه مدل‌ها نمی‌توانند تحت یک زلزله در سطوح یکسانی وارد حوزه غیر خطی شوند تا تأثیر تفاوت ضرایب لاغری را با بتوان به طور دقیق بررسی کرد. ولی تحت چند زلزله محدود، چنین شرایطی فراهم شده است و در این‌جا نیز ضریب طول مؤثر مهاربند عامل تأثیرگذار بوده و مدل‌هایی که دارای ضریب طول مؤثر کمتری هستند، برش پایه حداکثر آن‌ها زیاد است.

در حالت کلی، تفاوت مدل‌ها در قاب‌های سه طبقه بیشتر از پنج و ده طبقه است. معمولاً تفاوت در جابجایی‌ها بیشتر از تفاوت در برش پایه‌ها است. همچنین وقتی خواص زلزله طوری است که سازه بیشتر وارد حوزه غیر خطی می‌شود، تفاوت در نتایج مدل‌ها بیشتر می‌شود. مثلاً در قاب پنج طبقه که اکثر مدل‌ها خطی مانده‌اند، تفاوت‌ها بسیار کم و در دو قاب دیگر بیشتر است.

برای آزمودن نقش تعداد دهانه در نتایج حاصل، قاب‌های سه طبقه پنج دهانه نیز با تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت زلزله Chi-Chi، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. حداکثر برش پایه، جابجایی بام و همچنین تغییر آن‌ها نسبت به مدل مرجع (a) در جدول (۱۴) آمده است.

با توجه به جدول ملاحظه می‌شود که مدل‌های (d1) و (a) در قاب‌های پنج دهانه، همانند مدل‌های (d1) و (a) در قاب‌های سه دهانه به ترتیب دارای بیشترین و کمترین برش پایه حداکثر می‌باشد و همانند قاب‌های سه دهانه، مدل (a) بیشترین جابجایی جانبی را به خود اختصاص داده است. بنابر این تأثیر تفاوت قیدهای اتصال مهاربندها، بر برش پایه حداکثر و جابجایی

۲- در تحلیل استاتیکی غیر خطی نیز تا زمانی که قاب‌ها وارد حوزه غیر خطی نشده‌اند، رفتار نیرو - جابجایی مدل‌های مختلف قاب‌ها بر هم منطبق است.

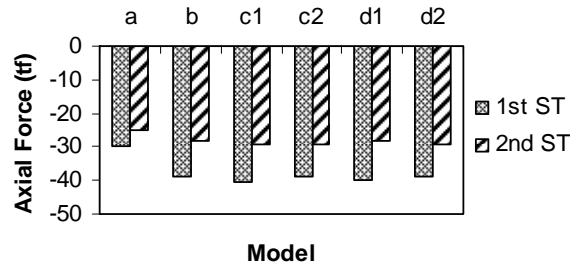
۳- با توجه به این که ظرفیت فشاری مهاربندها علاوه بر سطح مقطع و جنس مصالح به ضریب طول مؤثر کمانشی آن‌ها نیز وابسته است و مدل‌های مختلف به دلیل متفاوت بودن قیدهای اتصال، دارای ضریب طول مؤثر کمانشی متفاوتی هستند، بنابر این نقطه تسلیم مدل‌های مختلف، متفاوت است.

در بین مدل‌های مختلف تمامی قاب‌ها، مدل (d1) و سپس مدل (c1) بیشترین ظرفیت فشاری مهاربندها را دارا هستند و کمترین ظرفیت مربوط به مدل (a) است. ظرفیت فشاری مهاربندها در مدل‌های (b)، (c2) و (d2) تقریباً با هم برابر است. ضریب طول مؤثر کمانشی عمده‌ترین تأثیر را در نقطه تسلیم و ظرفیت برشی قاب‌ها در تحلیل استاتیکی غیر خطی دارد. بیشترین نقطه تسلیم و ظرفیت برشی در مدل‌های (d1) و (c1) به دست آمده است. سپس مدل‌های (b)، (c2) و (d2) مقادیر تقریباً برابری دارند و کمترین مقادیر مربوط به مدل (a) می‌باشد.

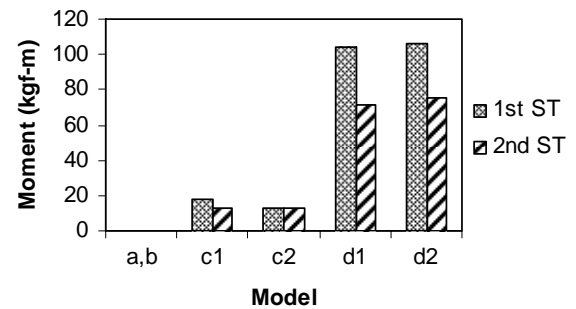
۴- در روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌ها تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی مشاهده شد در مدل‌هایی که مهاربندهای آن‌ها با ضریب طول مؤثر کمانشی کمتر و در نتیجه با ظرفیت فشاری بیشتری مدل‌سازی شده‌اند، مفصل پلاستیک می‌تواند به جای مهاربند در ستون تشکیل شود و این نکته بسیار مهمی است که می‌تواند باعث تأثیرات عمده در رفتارهای بعدی قاب شود.

۵- در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی نیز تحت زلزله‌هایی با شدت پایین‌تر که مدل‌ها عموماً در حوزه الاستیک می‌مانند، حداکثر برش پایه و جابجایی بام مدل‌ها با هم مساوی است. در سایر زلزله‌ها نیز اگر قاب دچار خرابی نشده باشد، ورود به حوزه غیر خطی شدید نبوده و تأثیر تفاوت در قیدهای اتصال مهاربندها و همچنین تأثیر تفاوت ضریب طول مؤثر کمانشی مهاربندها چندان قابل ملاحظه و آشکار نیست. لنگر و برش ایجاد شده در مهاربندهای دارای انتهای صلب، ناچیز است.

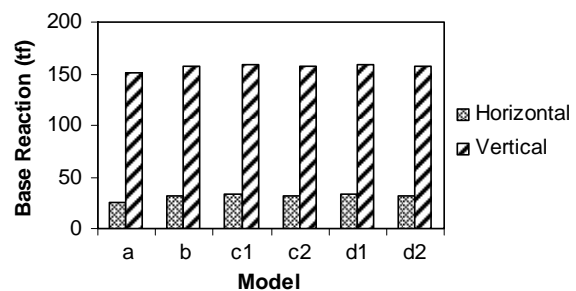
۶- در عمل که تحلیل‌های غیر خطی در نرم‌افزارها با قطره‌های پیوسته صورت می‌گیرد، بایستی توجه شود که نتایج می‌تواند متفاوت از حالت واقعی باشد. ظرفیت این حالت مدل‌سازی یعنی (a) نسبت به سایر حالات مدل‌سازی اتصالات کمتر بوده و جابجایی‌های حاصل از آن معمولاً بیشتر می‌باشد. البته تأثیر ضریب طول مؤثر که آیین‌نامه مشخص می‌کند، بیشتر



شکل ۱۶- نیروی محوری مهاربندهای قاب سه طبقه



شکل ۱۷- لنگر خمشی مهاربندهای قاب سه طبقه



شکل ۱۸- عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی قاب سه طبقه

#### ۴- نتیجه‌گیری

برای بررسی تأثیر شرایط مختلف اتصال انتهایی و میانی مهاربندهای ضربدردی که شامل تفاوت در قیدهای اتصال و به دنبال آن تفاوت در ضرایب طول مؤثر کمانشی مهاربندها است، مدل‌های مختلف قاب‌های ساده مهاربندی شده سه، پنج و ده طبقه با تعداد دهانه‌های سه و پنج مورد بررسی قرار گرفتند. تحلیل‌های انجام گرفته شامل تحلیل‌های استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و تاریخچه زمانی غیر خطی می‌باشند. به طور خلاصه نتایج حاصل به شرح زیر است:

۱- با انجام تحلیل استاتیکی خطی مشخص شد که تغییر شرایط مختلف اتصال انتهایی و میانی مهاربندهای ضربدردی تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر زمان تناوب اصلی، سختی و نیروهای داخلی قاب‌ها ندارد.

- Concentrically-Braced Steel Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997, 26 (8), 859-874.
- [9] Brandonisio, G., Torenio, M., Grande, E., Mele, E., Deluca, A., "Seismic Design of Concentric Braced Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 2012, 78, 22-37.
- [10] Goggins, J., Salawdeh, S., "Comparison of DDBD with FBD Procedures for Concentrically Braced Steel Frames", the 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, (15WCEE), Lisbon, Portugal, 2012.
- [11] Davaran, A., "Effective Length Factor for Discontinuous X-Bracing Systems", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127 (2), 106-112.
- [12] Davaran, A., Hoveidae, N., "Effect of Mid-Connection Detail on the Behavior of X-Bracing Systems", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65 (4), 985-990.
- [13] Metelli, G., "Theoretical and Experimental Study on the Cyclic Behaviour of X-Braced Steel Frames", *Engineering Structures*, 2013, 46, 763-773.
- [14] SAP2000, "Integrated Structural Analysis and Design Software", Computers and Structures Inc. Berkeley (CA), 2005.
- [15] AISC, "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago (IL), 2005.
- [16] FEMA273, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1997.
- از تأثیر قیدهای اتصال مهاربندها می‌باشد؛ گرچه در حوزه رفتار خطی این تفاوت‌ها مشهود نیست.
- ۷- صلب یا مفصلی فرض کردن اتصالات انتهایی مهاربندها (و در نتیجه میزان گیرداری جزئی موجود در اتصالات واقعی) بدون تغییر ضرایب طول مؤثر کمانشی، تأثیر مشهودی بر نتایج تحلیل‌های لرزه‌ای ندارد.
- در انتها به عنوان جمع‌بندی نتایج حاصل از این مقاله از دیدگاه توصیه‌ای برای مدل‌سازی اتصالات مهاربندهای ضربدری می‌توان گفت اگر هدف از مدل‌سازی انجام تحلیل خطی است، جزئیات اتصالات انتهایی و میانی مهاربند ضربدری تأثیری بر نتایج حاصل از تحلیل نخواهند داشت. ولی اگر هدف تحلیل غیر خطی می‌باشد، باید توجه داشت که این جزئیات می‌توانند نتایج را تحت تأثیر قرار دهند؛ که در این میان نحوه انتخاب ضریب طول مؤثر مهاربندها تأثیر بیشتری بر روی نتایج تحلیل دارد و صرفاً تغییر قیدهای اتصال چندان در رفتار قاب مؤثر نیست.
- ۵- مراجع**
- [1] Naeim, F., "The Seismic Design Handbook", Van Nostrand Reinhold, 1989.
- [2] Chen, W. F., Scawthorn, C., "Earthquake Engineering Handbook", CRC Press, 2003.
- [3] Goel, S. C., El-Tayem, A. A., "Cyclic Load Behavior of Angle X-Bracing", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1986, 112 (11), 2528-2539.
- [4] Wang, D. Q., Boresi, A. P., "Theoretical Study of Stability Criteria for X-Bracing Systems", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 1992, 118 (7), 1357-1364.
- [5] Jin, J., El-Tawil, S., "Inelastic Cyclic Model for Steel Braces", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 2003, 129 (5), 548-557.
- [6] Lee, K., Bruneau, M., "Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced frames: Review of Experimental Data", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2005, 131 (4), 552-559.
- [7] Roeder, C. W., Lehman, D. E., Clark, K., Powell, J., Yoo, J., Tsai, K., Lin, C., Wei, C., "Influence of Gusset Plate Connections and Braces on the Seismic Performance of X-Braced Frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2011, 40 (4), 355-374.
- [8] Remennikov, A. M., Walpole, W. R., "Analytical Prediction of Seismic Behaviour for

**EXTENDED ABSTRACT**

## **Seismic Evaluation of Steel Frames with Different Connection Conditions of X-braces**

Saman Bagheri <sup>\*</sup>, Vaheedeh Babazadeh

*Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran*

**Received:** 05 March 2014; **Accepted:** 25 August 2014

---

### **Keywords:**

Steel frame, X-brace, Connection, Nonlinear analysis, Seismic analysis

---

### **1. Introduction**

Concentric steel X-braced frames are commonly used in steel structures to resist the lateral forces due to wind or earthquake loads. Common assumption for the brace connection is pinned, but in practice the connection of the braces could have partial rigidity, with regard to the details of the connection. In modeling of the X-braced frames, it is assumed that the diagonals at mid-span are crossing without interrupting each other; while, in practice one of the diagonals is discontinuous. On the other hand, the buckling load of the braces is affected by the effective length factor that is affected by the conditions of the end and mid connections [1, 2]. Therefore, changing the conditions of the brace connections affects the buckling load of the brace and consequently the behavior of the frame. In this paper, the behavior of two dimensional X-braced steel frames with different number of stories (3, 5 and 10) and bays (3 and 5) was investigated which were different in connection conditions of braces. The end and mid-connections of the braces were modeled in either pinned or rigid extreme states with proportional effective length factors.

### **2. Methodology**

#### *2.1. Modeling and assumptions*

In this study, particular class of braced simple steel structures, those composed of three, five, and ten stories were modeled as 2-D frames. The lateral resistance of the frames is provided only by bracing system. The height of stories and the length of bays were 3.5 m and 5 m, respectively. The frames were designed due to gravity and lateral loads according to the specifications of American Institute of Steel Construction (AISC), Allowable Stress Design (ASD), so that there was not any over-strength in the elements of the models [3]. In this designing procedure, two types of prismatic frame sections were used: beams and columns with I-shaped cross-sections and braces with box cross-sections. End and mid-connections of braces were modelled in two pinned and rigid extreme states with different relevant effective length factors ( $k$ ), as shown in Fig. 1. In the reference model, which the other models were compared with it, end connections of braces were pinned and diagonals at mid-span were crossing without interrupting each other. This is commonly used in practice and it is shown in Fig. 1-a. SAP2000 finite element program was used to predict the frames responses [4]. Plastic hinges were assigned to the members to allow for nonlinear behavior of the frames according to the specifications of FEMA273 [5]. For this purpose, P plastic hinges were assigned to the braces with pinned connections and P-M plastic hinges were assigned to the columns and braces with rigid connections.

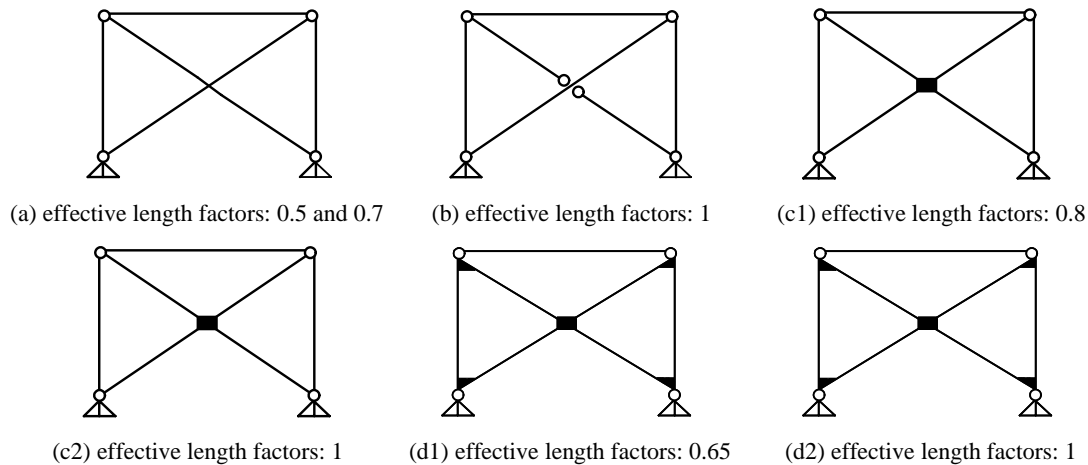
---

\* Corresponding Author

E-mail addresses: s\_bagheri@tabrizu.ac.ir (S. Bagheri), v\_babazadeh@yahoo.com (V. Babazadeh).

## 2.2. Details of analyses

At first, linear static analyses of the frames were performed by the software. Then nonlinear static and nonlinear time-history analyses were done on the frames subjected to different strong ground motions to reveal the effects of the brace connections and effective length factor of the brace members on the seismic behavior of the steel frames. Triangular lateral loading pattern was applied to the frames for nonlinear static analyses.



**Fig. 1.** Details of the end and mid connections of the braces with relevant effective length factor

## 3. Results and conclusions

Linear static analyses showed that changing the end and mid-connections of the X-braced frames does not have considerable effects on the fundamental period and internal forces of the members of the frames. Also, the results of the nonlinear static analyses of the frames showed that changing the brace connections does not affect the yield point and shear capacity of the frames; but the effective length factor of the braces greatly affects the behavior of the frames. The frames with lower effective length factors of the braces have high yield point and shear capacity than the other frames with greater effective length factors. Similar results were obtained from nonlinear time-history analyses. According to these results, when the elements remain linear, differences in the response of models with different conditions for brace connections are negligible; whereas under the some earthquakes that several plastic hinges were generated in the members, the differences in maximum base shear and roof displacement of the models are considerable.

## 4. References

- [1] Wang, D. Q., Borelli, A. P., "Theoretical Study of Stability Criteria for X-Bracing Systems", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 1992, 118 (7), 1357-1364.
- [2] Davaran, A., "Effective Length Factor for Discontinuous X-Bracing Systems", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127 (2), 106-112.
- [3] AISC, "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago (IL), 2005.
- [4] SAP2000, "Integrated Structural Analysis and Design Software", Computers and Structures Inc. Berkeley (CA), 2005.
- [5] FEMA273, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1997.